PLAN DU CHAPITRE II « CALCUL DES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES HYDROLOGIE URBAINE »

II.1. Hydrologie urbaine 01
II.1.1. La pluie 01
II.1.1.1. Définition 01
II.1.1.2. Caractérisation de la pluie 01
II.1.1.3. Méthodes de mesure de la pluie 02
II.1.1.4. Méthode de détermination d'un hyétogramme 02
II.1.1.5. L'intensité moyenne maximale (i_M) 02
II.1.1.6. Les courbes Intensité – Durée – Fréquence (IDF) 03
II.1.2. Le ruissellement pluvial 03
II.1.2.1. Le BV de ruissellement (ou hydrologique) 03
II.1.2.2. Modélisation du ruissellement pluvial 04
A. Evaluation des pertes au ruissellement 04
A.1. Différents types de pertes 04
A.2. Prise en compte globale des pertes – Coefficient de ruissellement 04
B. Evaluation des débits de ruissellement pluvial 05
B.1. Calcul du débit maximum 05
B.1.1. La méthode rationnelle 05
B.1.2. La méthode de Caquot 07
II.2. Tracé en plan d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales 10
II.3. Dimensionnement d'un réseau d'eaux pluviales 10
II.3.1. Etapes à suivre 10
II.3.2. Dimensionnement d'une canalisation d'assainissement 11
II.3.2.1. Hypothèse 11
II.3.2.2. Principe 11
II.3.2.3. Détermination du diamètre 11
A. Utilisation de la relation de Manning 12
B. Utilisation de la relation de Bazin 12
II.3.2.4. Vérification de la vitesse d'écoulement (pour le débit max) 12
II.4. Vérification de la capacité d'autocurage 13
II.5. Procédure de dimensionnement d'un réseau d'EP nœud par nœud 13

CH II. CALCUL DES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES
HYDROLOGIE URBAINE

II.1. Hydrologie urbaine

En assainissement pluvial, l'hydrologie urbaine recouvre les problèmes d'évacuation des eaux pluviales (EP). Elle a donc pour objet l'étude de la pluie et de son écoulement sur les sols (ruissellement).

II.1.1. La pluie

II.1.1.1. Définition

Une pluie peut être composée d'une ou plusieurs précipitations (figure II-1).

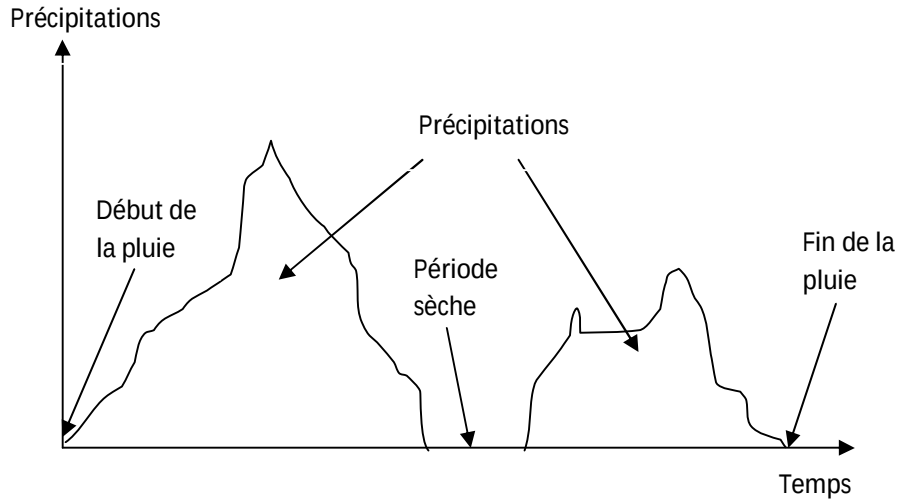


Figure II-1 : *Exemple d'une pluie à deux précipitations*

La fin d'une précipitation peut être considérée comme la fin de la pluie si la période sèche suivante est suffisamment longue pour qu'il n'y ait plus d'influence sur l'écoulement dans le réseau.

II.1.1.2. Caractérisation de la pluie

Une pluie est généralement caractérisée par :

<u>*Sa hauteur totale de précipitation*</u> : notée h (en mm) ; h = hauteur d'eau recueillie par un appareil de mesure pluviométrique durant la (ou les) précipitation (s).

<u>*Sa durée*</u> : notée d (en mn ou en h) ; d = durée pendant laquelle la (ou les) précipitation (s) se produit (sent).

<u>*Sa intensité moyenne*</u> : notée i (en mm/mn ou mm/h) ; i = rapport de la hauteur d'eau tombée h pendant la durée d ; $$i = \frac{h}{d}$$

<u>*Sa courbe h = f(t)*</u> : c'est la variation de la hauteur de précipitation *h* en fonction du temps *t* ; c'est les valeurs instantanées de la hauteur précipitée.

<u>*Son hyétogramme i = f(t)*</u> : c'est la variation de l'intensité de précipitation *i* en fonction du temps *t* ; c'est les valeurs instantanées de l'intensité de précipitation.

Remarque : pour *h(t)* et *i(t)*, on travaille avec des courbes en escalier (histogramme) car les modèles de calcul utilisés (numériques notamment) ne traitent que des valeurs discrètes.

Sa période de retour T (ou sa fréquence f=1/T) : *T* est l'intervalle de récurrence d'une averse (pluie) = nombre d'années au cours desquelles, en moyenne, l'averse considérée surviendra seulement 1 fois.

II.1.1.3. Méthodes de mesure de la pluie

Plusieurs types d'appareil sont utilisés en fonction du type de mesure qu'on acquérir.

Le pluviomètre : c'est un récipient qui recueille l'eau précipitée entre 2 relevés (généralement par 24 h).

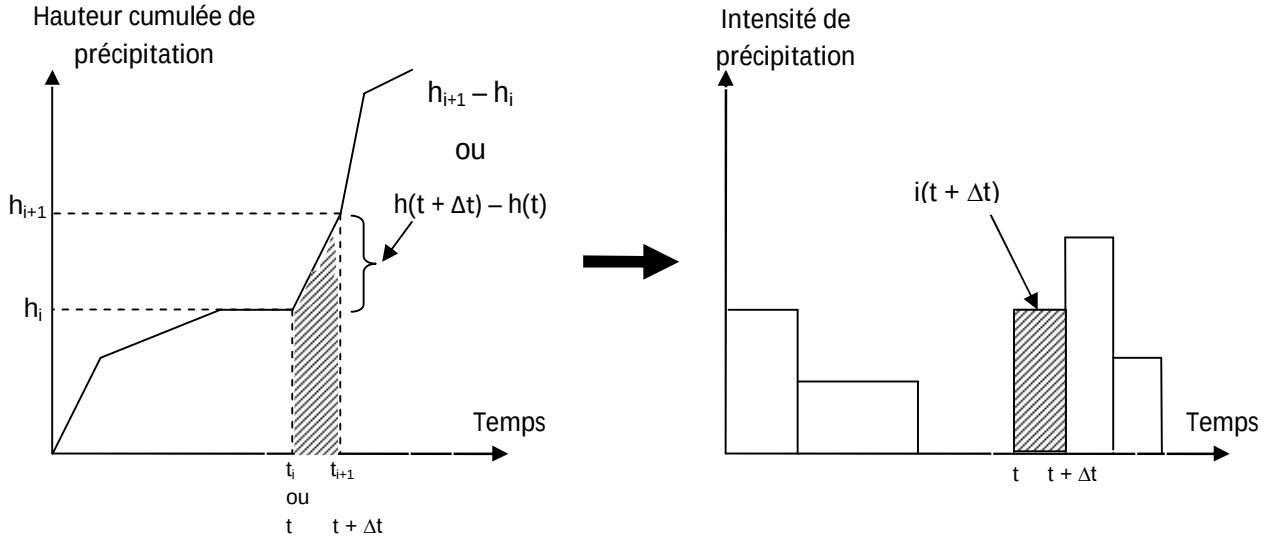
Le pluviographe : c'est un « pluviomètre enregistreur » qui fournit l'évolution de la hauteur d'eau précipitée en fonction du temps ; il fournit des courbes de hauteurs cumulées en fonction du temps.

Le radar : permet de déterminer l'extension, l'orientation et le mouvement des précipitations.

Le réseau de mesure : c'est un ensemble d'appareils de mesure répartis sur une zone étendue pour mesurer les extensions géographiques des précipitations.

II.1.1.4. Méthode de détermination d'un hyétogramme

Le hyétogramme d'une pluie est généralement déterminé sur la base d'un enregistrement pluviographique (courbe de hauteurs cumulées en fonction du temps) (figure II-2).



Sur un intervalle de temps Δt on a : $i(t + \Delta t) = (h_{j+1} - h_j) / \Delta t = [h(t + \Delta t) - h(t)] / \Delta t$

Δt : est le pas de temps de calcul ; il peut être constant ou variable

Figure II-2 : *passage d'une courbe de hauteurs cumulées en fonction du temps à un hyétogramme*

II.1.1.5. L'intensité moyenne maximale (i_M)

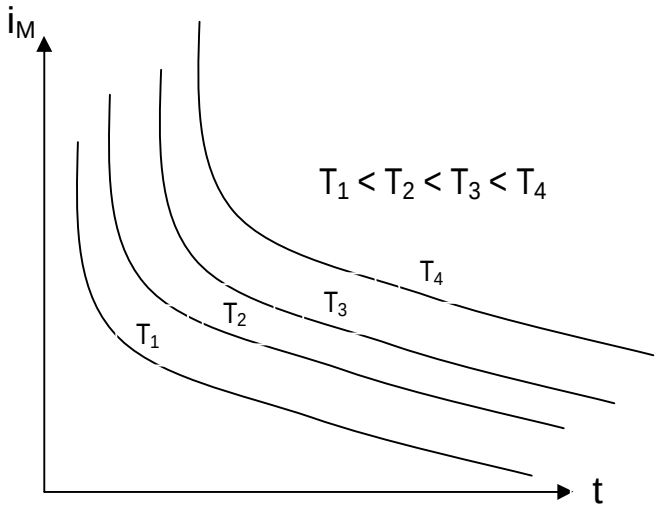
Pour une pluie de durée *d*, l'intensité moyenne maximale sur un intervalle de temps *t'* (t'<d), notée $i_M(t')$, est la hauteur de précipitation maximale que l'on obtient sur *t'* le long de *d*.

On écrit : $i_M(t') = \frac{h_{max}(t')}{t'}$

Exemple : fait en cours.

II.1.1.6. Les courbes Intensité – Durée – Fréquence (IDF)

Les courbes IDF sont obtenues à partir d'une analyse statistique d'un ensemble de hyétogrammes observés sur plusieurs années (figure II-3).



Plusieurs lois sont utilisées pour représenter les courbes IDF. On en distingue :

$i_M (T, t) = a(T).t^{b(T)}$ MONTANA

$i_M (T, t) = A(T) / [B(T) + t]$ TALBOT

Etc.

Les coefficients a(T), b(T), A(T) et B(T) sont des coefficients spécifiques au site considéré.

Pour un BV donné, il suffit de connaître son temps de concentration t_c pour déterminer $i_M(T,t_c)$.

Figure II-3 : *Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)*

Exemple : fait en cours ⟶ Processus de construction des courbes IDF

II.1.2. Le ruissellement pluvial

C'est l'écoulement des EP sur la surface du sol. Pour le modéliser, il faut d'abord modéliser le bassin versant (BV de ruissellement) associé qui est le support physique du phénomène. Ensuite, utiliser une méthode adéquate pour déterminer les débits de ruissellement à l'exutoire de ce BV.

II.1.2.1. Le BV de ruissellement (ou hydrologique)

Un bassin versant est délimité de telle façon à ce que tous les écoulements s'y produisant en surface convergent vers un seul point appelé exutoire du BV. Pour des écoulements gravitaires, ce point est le point le plus bas et est situé sur la limite (la frontière) du BV (figure II-4).

Un BV contient diverses surfaces de ruissellement. En assainissement pluvial, il peut contenir des antennes de réseau et être relié aux autres par des collecteurs (figure II-4).

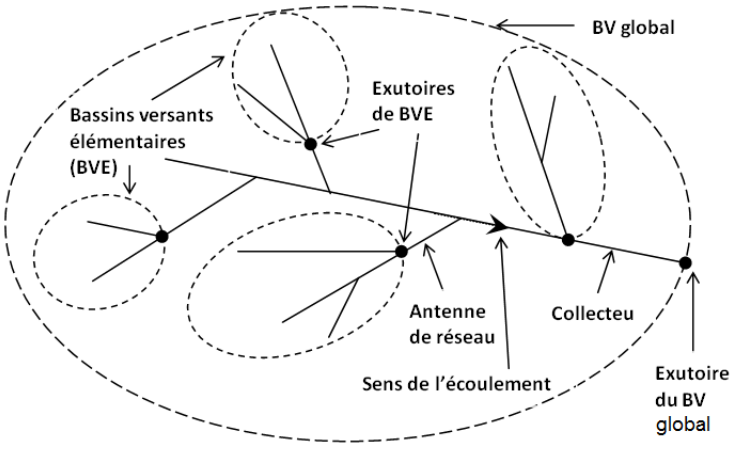
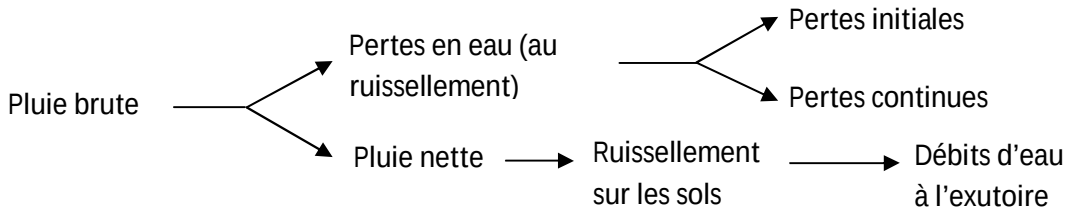


Figure II – 4 : *Exemple de définition de BV associés à un RA d'eaux pluviales*

II.1.2.2. Modélisation du ruissellement pluvial

Lorsque la pluie tombe sur un BV, une partie des eaux ruisselle et arrive à l'exutoire du bassin (pluie nette), et l'autre partie atteint le sol mais ne ruisselle pas jusqu'à l'exutoire (pertes au ruissellement).



A. Evaluation des pertes au ruissellement

A.1. Différents types de pertes

Le tableau II-1 résume les différents types de pertes.

Type de perte		Définition	Notation	Valeurs (mm)
Pertes initiales	Stockage par dépression (Rétention en surface)	Stockage permanent de l'eau dans les dépressions du sol	S_d	6,5mm si TP 1,6mm si TI
				3 à 15mm si TP 0,2 à 3mm si TI Négligeable si P>2%
				S_d=a+b(3-P) si P<3% S_d=a si P>3% a=2mm et b=4mm si TP a=0,5mm et b=1mm si TI
	Interception par la végétation	Eau retenue par la végétation	I_v	0,2 à 1,5 mm Négligeable en zone urbaine
	Evaporation - Evapotranspiration	Eau évaporée dans l'atmosphère y compris celle transpirée par la végétation	E ET	Phénomène important en zone rurale, négligeable en zone urbaine
Pertes continues	Infiltration	Eau infiltrée à travers le sol. Phénomène qui n'intéresse que les surfaces perméables. Ces pertes sont nulles sur les surfaces revêtues.	I ou f	Loi de Horton $f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-Kt}$ f = vitesse d'infiltration f_c = vitesse d'infiltration stabilisée = 15 à 25mm/h si terres sableuses = 3 à 15mm si terres lourdes = 3mm si terres très argileuses f_0 = vitesse d'infiltration maximale (au début de l'averse) (=76mm/h si terres grasses couvertes de gazon) K = constante positive (=0,083mn^{-1} si terres grasses recouvertes de gazon)

TP : Terrain perméable TI : Terrain imperméable P : Pente du terrain

Tableau II-1 : *Les différents types de pertes au ruissellement*

A.2. Prise en compte globale des pertes – Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement permet de tenir compte globalement des pertes vues précédemment. Sa définition hydrologique est :

$$Coefficient\ de\ ruissellemet\ (C) = \frac{Volume\ d'eau\ ruisselle}{Volume\ d'eau\ précipité}$$

A chaque BV, on associe un coefficient de ruissellement moyen évalué en fonction des occupations du sol du bassin. Pour des BV urbain, on peut utiliser les valeurs des tableaux II-2 à II-5.

Occupation de sol	Valeurs de C
Chaussées, parking, toitures, trottoir	*C = 0,9*
Voies piétonnes	*C = 0,5 à 0,9*
Allées en gravier	*C = 0,2*
Gazons	*C = 0,15*
Surfaces boisées	*C = 0,05*

Tableau II-2

Occupation de sol	Valeurs de C
Habitations très denses	*C = 0,9*
Habitations denses	*C = 0,6 à 0,7*
Habitations moins denses	*C = 0,4 à 0,5*
Quartiers résidentiels	*C = 0,2 à 0,8*

Tableau II-3

Nature de la surface	Valeurs de C
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	0,70 ≤ C ≤ 0,95
Toitures et terrasses	0,75 ≤ C ≤ 0,95
Sols imperméables avec végétation :	
- Pente < 2%	0,13 ≤ C ≤ 0,18
- Pente = 2 à 7%	0,18 ≤ C ≤ 0,22 à 0,25
- Pente > 7%	0,25 ≤ C ≤ 0,35
Sols perméables avec végétation :	
- Pente < 2%	0,05 ≤ C ≤ 0,10
- Pente = 2 à 7%	0,10 ≤ C ≤ 0,15
- Pente > 7%	0,15 ≤ C ≤ 0,20

Tableau II-4

Type d'occupation de sol	Valeurs de C
Commercial	0,70 ≤ C ≤ 0,95
Résidentiel	
- Lotissements	0,30 ≤ C ≤ 0,50
- Collectifs	0,50 ≤ C ≤ 0,75
- Habitats dispersés	0,25 ≤ C ≤ 0,40
Industriel	0,50 ≤ C ≤ 0,80 à 0,90
Parcs et jardins publics	0,10 ≤ C ≤ 0,25
Terrains de sports	0,20 ≤ C ≤ 0,30 à 0,35
Terrains vagues	0,05 ≤ C ≤ 0,15 à 0,20
Terres agricoles :	
- drainées	0,10 ≤ C ≤ 0,13
- Non drainées	0,03 ≤ C ≤ 0,07 à 0,10

Tableau II-5

Cas d'un BV composé de n sous-BV de natures différentes

Soit un BV composés de n sous-BV de natures différentes, avec :

- A la surface du BV global, et
- A_j, C_j respectivement la surface et le coefficient de ruissellement du sous-BV j avec j = 1 à n.

On obtient le coefficient moyen pondéré du BV global par la relation :

$$C = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + \ldots + C_nA_n}{A_1 + A_2 + \ldots + A_n} = \frac{\sum_1^n C_jA_j}{\sum_1^n A_j} = \frac{\sum_1^n C_jA_j}{A}$$

B. Evaluation des débits de ruissellement pluvial

B.1. Calcul du débit maximum

Plusieurs modèles mathématiques permettent de déterminer le débit maximum généré par un pluie à l'exutoire d'un BV. Pour les BV urbains, 2 méthodes sont souvent utilisées en Algérie : la méthode rationnelle (modèle américain) et la méthode de Caquot (modèle français).

B.1.1. La méthode rationnelle

Principe : Débit max = Surface efficace (A_{eff}) X Intensité de la pluie (i)

Avec Surface efficace = Surface du BV (A) X Coefficient de ruissellement de bassin (C)
Intensité de la pluie = intensité moyenne maximale de la pluie sur une durée t' = t_c (i = i_M (§II.1.1.5))
Où t_c = temps de concentration du BV.

Le modèle s'écrit finalement :

$$Q_p = C.i_M.A$$

Où A : surface du BV
C : coefficient de ruissellement moyen du BV
i_M : intensité moyenne maximale de la pluie sur une durée égale au temps de concentration du BV

Le tableau II-6 donne les possibilités d'utiliser la loi rationnelle avec différentes unités de A et de i_M.

Unité de			La loi s'écrit
Q_p	A	I_M	
m^3/s	m^2	m/s	$C\ i_M\ A$
	ha	mm/h	$(1/360).\ C\ i_M\ A$
		mm/mn	$(1/6).\ C\ i_M\ A$
	km^2	mm/h	$0{,}278\ C\ i_M\ A$
		mm/mn	$0{,}00463\ C\ i\ A$
		l/s/m²	$10^3\ C\ i_M\ A$

Tableau II-6 : *Homogénéisation des unités dans la loi rationnelle*

La principale difficulté de cette méthode est l'estimation du coefficient C.

Démonstration de la loi rationnelle par la méthode des courbes isochrones : fait en cours

Temps de concentration du BV

Plusieurs formules empiriques permettent de calculer le temps de concentration d'un BV. Une des relations les plus utilisées pour les BV urbains est la formule de KIRPICH suivante :

$$t_c = 0{,}0195.L_1^{0,77}.I_1^{-0,385}$$

Avec t_c : temps de concentration du BV le long du plus long parcours de l'eau (en mn)
L_1 : longueur du BV le long du plus long parcours de l'eau (en m)
I_1 : pente moyenne du BV le long du plus long parcours de l'eau (en m/m).

Conclusion : lors d'une averse d'intensité « i » uniforme, la contribution maximale du ruissellement à l'exutoire sera obtenue lorsque la durée de l'averse sera au moins égale à t_c du BV.

Remarque – Prise en compte de la distribution spatiale de la pluie

Si on tient compte que l'intensité pluviométrique n'est pas uniforme, on applique un coefficient *k* de répartition de la pluie. L'intensité de la pluie diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

La formule devient donc : $Q = k.C.i_M.A$

Quelques valeurs de K

Caquot $\Longrightarrow$ $k = A^{-0,05}$ où A est la surface du BV en hectares.

Desbordes $\Longrightarrow$ $k = 1 - 0{,}006\sqrt{D}$ pour les BV longs (rectangle étroit $l \leq \frac{1}{2}L$)

$k = 1 - 0{,}005\sqrt{2D}$ pour les BV ramassés (carré ou cercle) ; D en m.

Grisollet $\Longrightarrow$ $k = \frac{60+3D}{60+14D}$; D en km.

Où D est la distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

B.1.2. La méthode de Caquot

Cette est basé sur le même principe que celui de la méthode rationnelle mais en tenant compte de la capacité de stockage du réseau. C'est pourquoi, il ne s'applique que pour les surfaces drainées par des réseaux (présence de conduites d'assainissement dans le BV considéré).

La méthode est basée sur l'équation de bilan volumétrique suivante :

Volume de pluie nette = Volume écoulé + Volume stocké dans le réseau et sur le BV

Donc, si on raisonne sur une durée égale au temps de concentration t_c du BV on a :

$$k.H.A.C = Q.\beta.t_c + Q.\delta.t_c = Q(\beta + \delta)t_c$$

Avec :

k : coefficient de distribution spatial de la pluie = $A^{-0,05}$ où A en ha (selon Caquot, voir remarque ci-dessus);
H : hauteur de la pluie à son épicentre;
A : surface du BV;
C : coefficient de ruissellement ou d'imperméabilisation (ici $C = \frac{Surface\ imperméable}{Surface\ totale}$)
$Q.\beta.t_c$: Volume écoulé pendant t_c
$Q.\delta.t_c$: Volume stocké dans le réseau et sur le BV (à t_c le réseau atteint sa capacité maximale)
β: Effet de capacité d'écoulement
δ: Effet de capacité de stockage
$\beta + \delta$: Effet de capacité totale; β + δ = 1,1 (amortissement volumétrique de 10% pour les BV de petites tailles, cas des BV urbains).

Formule générale du modèle de Caquot

En prenant H en mm, A en ha, t_c en mn et Q en m^3/s, la relation précédente s'écrit :

$$\frac{1}{6}k.H.A.C = Q(\beta + \delta)t_c$$

Où $\frac{1}{6}$: est un coefficient d'homogénéité des unités (voir tableau II–5)

En posant k = $A^{-0,05}$ et Q = $Q_p(T)$ on a :

$$Q_p(T) = \frac{1}{6(\beta + \delta)}.C.\frac{H}{t_c}.A^{1-0,05}$$

En posant $\frac{H}{t_c} = i(t_c, T)$ = intensité moyenne de durée t_c, on peut écrire :

$$Q_p(T) = \frac{1}{6(\beta + \delta)}.C.i(t_c, T).A^{0,95}$$

$$Q_p(T) = \frac{1}{6(\beta + \delta)}.C.a(T).t_c^{-b(T)}.A^{-0,95}$$

On remplace t_c par sa formule empirique élaborée par Caquot : $t_c = \mu.I^c.A^d.Q_p^f(T)$

On a :

$$Q_p(T) = \left[\frac{a(T).\mu^{b(T)}}{6(\beta + \delta)}\right]^{\frac{1}{1-b(T).f}}.C^{\frac{1}{1-b(T).f}}.I^{\frac{b(T).c}{1-b(T).f}}.A^{\frac{b(T).d+0,95}{1-b(T).f}}$$

Avec :

μ, c, d et f : paramètres entrant dans la formulation de t_c ; Caquot a élaborée, pour les BV français, la relation suivante :

$t_c = t_1 + t_2 = \mu . I^c . A^d . Q_p^f(T)$. ($t_c$ en mn)

Avec :

$\mu = 0{,}28\, M^{0{,}84}$ (μ = 0,5 pour M = 2)

où M : allongement du BV ($M = \frac{L}{\sqrt{A}}$; L et A respectivement longueur et surface du BV).

t_1 : temps d'écoulement sur le BV (en mn)

t_2 : temps d'écoulement dans le réseau (en mn)

L : longueur du réseau (en m)

I : pente moyenne hydraulique du réseau (en m/m)

A : surface du BV (en ha)

$Q_p(T)$: débit de pointe à l'exutoire du BV (en m^3/s)

a(T) et b(T) : paramètres entrant dans la formulation de la pluie de période de retour T ($i=a(T)t^{b(T)}$, voir figure II-3).

Pour les BV français, Caquot a établit la relation :

$$t_c = 0{,}28 . L^{0{,}84} . I^{-0{,}41} . A^{0{,}087} . Q_p^{-0{,}287}(T)$$

Une autre proposition plus avantageuse de t_c est :

$$t_c = 0{,}423 . L^{0{,}69} . I^{-0{,}41} . A^{0{,}184} . Q_p^{-0{,}354}(T)$$

Formule superficielle d'utilisation

La forme générale de la formule superficielle de Caquot s'écrit :

$$Q_p(T) = \alpha . C^{\beta} . I^{\gamma} . A^{\delta}$$

Avec : $Q_p(T)$: débit de pointe de période de retour T (en m^3/s) à l'exutoire du BV
C : coefficient de ruissellement moyen du BV
I : pente moyenne le long du réseau du BV (en m/m)
A : surface du BV (en ha)
α, β, γ, δ : coefficients qui dépendent du site et de la période de retour.

A titre d'exemples, le tableau II-4 présente quelques formules superficielles de Caquot associés à la région d'Alger et au sud de la France (pour un allongement M = 2).

Région	T (ans)	Paramètres		$Q_p(T)$ (m^3/s)
		a(T)	b(T)	
Sud de la France	10	6,1	- 0,44	$1{,}296.I^{0{,}21}.C^{1{,}11}.A^{0{,}83}$
	5	5,9	- 0,51	$1{,}327.I^{0{,}24}.C^{1{,}17}.A^{0{,}81}$
	2	5,0	- 0,54	$1{,}121.I^{0{,}26}.C^{1{,}18}.A^{0{,}80}$
	1	3,8	- 0,53	$0{,}804.I^{0{,}26}.C^{1{,}18}.A^{0{,}80}$
Alger*	10	4,0	- 0,50	$0{,}520.I^{0{,}20}.C^{1{,}11}.A^{0{,}83}$

* Ce modèle a été établi sur la base de coefficients *a* et *b* établis à partir de mesures de pluies moyennes journalières (avant le développement de courbes IDF par l'ANRH)

Tableau II - 7 : *Exemples de formules superficielles de Caquot*

Influence de l'allongement du BV

L'allongement du BV est défini, selon Caquot, par la relation : $all = M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Avec M (ou all) : allongement du BV (sans dimension)

L : longueur du BV le long du parcours de l'eau principal

A : surface du BV

La formule superficielle précédente est valable en toute rigueur pour M = 2.

Dans le cas général, M ≠ 2. Dans ce cas, le débit de pointe est donné par la relation :

$$Q_p = \beta . Q_{p(M=2)}$$

Avec β : coefficient correcteur tenant compte de l'allongement du BV

$$\beta = (\frac{M}{2})^{0,7b(T)}$$

b(T) : étant le coefficient intervenant dans la formule de l'intensité moyenne maximale (voir figure II-3).
$Q_p(M=2)$: débit de pointe pour M=2 (donnée par la formule de Caquot)

Définition de la pente et de l'allongements moyens dans l'application de la méthode de Caquot

Le tableau II-8 présente la façon de calculer la pente *I* et l'allongement moyens *M* d'un BV composé de n sous-BV, de surface A et de longueur L, dans l'application de la méthode de Caquot.

Etat des n BV	Calcul de *M*	Calcul de *I*
En série : L est constitué de n tronçons successifs L_j et de pentes sensiblement constantes I_j	$M_{moy} = \frac{\sum_{j=1}^{n} L_j}{\sum_{j=1}^{n} A_j}$	$I_{moy} = \left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}}\right]^2$
En parallèle : L est constitué de n tronçons homogènes L_j, indépendants les uns des autres, au même nœud (exutoire)	$M_{moy} = \frac{L_{Q_{pjmax}}}{\sum_{j=1}^{n} A_j}$ $L_{Q_{pjmax}}$: est la longueur du cheminement par lequel transite le plus fort débit	$I_{moy} = \frac{\sum I_j . Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$ Q_{pj} : débit de pointe transitant par le cheminement j

Tableau II-8 : *Pentes et allongements moyens – Méthode de Caquot*

Conditions d'application du modèle de Caquot

Pour pouvoir appliquer le modèle de Caquot, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

- Applicable sur des BV homogènes
- Le BV doit avoir une surface ≤ 200 ha
- Le BV doit être drainé par un réseau (présence de conduites d'assainissement en sous-sol)
- Le coefficient de ruissellement doit vérifier : 0 ,2 ≤ C ≤ 1
- L'allongement doit vérifier : M ≥ 0,8
- La pente du BV doit vérifier : 0,2 ≤ I ≤ 5 %

II.2. Tracé en plan d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales

Documents nécessaires : plan topographique + plan de masse ⟹ Disposer des côtes projet du plan de masse : des infrastructures de voirie (chaussées et trottoirs, ...), des plates-formes de bâtiments, etc.

On trace sur le plan de masse l'itinéraire du réseau en respectant les principaux critères du tableau II-9.

Critère	Définition / Eléments de conception	Observations
Localisation de l'exutoire du réseau	l'idéal est que l'exutoire soit positionné dans la zone la plus basse pour éviter les contre-pentes	L'exutoire peut être imposé (entrée d'une STEP pour le réseau unitaire, ...Voir CH I)
Drainage efficace	Connecter au réseau la totalité de la zone concernée : placer judicieusement les ouvrages de collecte (avaloirs, caniveaux, regards de branchement, ...)	Respecter les pentes minimales d'écoulement et les distances max intermédiaires
Ecoulements gravitaires	Adopter des sens d'écoulement dans le sens des pentes pour éviter d'utiliser des pompes.	Les stations de pompage (de relèvement ou de refoulement) engendrent souvent des coûts de conception et d'exploitation importants
Coût	Réseau économique en termes de longueur et diamètres des conduites, et de quantité et de type d'ouvrages annexes à adopter.	Ne pas réduire le coût au dépend de l'efficacité des services à rendre.
Contraintes éventuelles de site	Eviter si possible les obstacles (difficulté de franchissement, contraintes de fonctionnement, ...), se conformer au tracé de la voirie, branchements particuliers, etc.	Il faut toujours trouver le meilleur compromis entre respecter la contrainte ou l'éviter.

Tableau II-9 : *Critères de tracé d'un réseau d'EP*

II.3. Dimensionnement d'un réseau d'eaux pluviales

II.3.1. Etapes à suivre

1. Définir l'ossature du réseau à dimensionner : Tronçons de conduite homogènes + Nœuds (points) de calcul. Numéroter les nœuds et indiquer les sens d'écoulement.

2. Délimiter les BV global.

3. Délimiter les BVE à associer aux nœuds de calcul (Exemple de la figure II-4). Numéroter les BVE.

4. Dresser un tableau des caractéristiques des BVE et des tronçons de conduites (Exemple du tableau II-10).

N° BVE	**Exutoire**	**Surf. A (ha)**	**Coeff^t de ruissel^t C**	**Pente I_1 (%)**	**Longueur L_1 (m)**	**Temps de concentration t_{c1} (mn)**	**Observations**
A_1 A_2 ...	N_1 N_2 ...						Observations particulières
Tronçon de conduite		**BV amont**	**Longueur L (m)**	**Pente I (%)**	**Matériau**	**Rugosité**	**Observations**
$N_1 - N_2$ $N_3 - N_2$ $N_2 - N_5$ ...		A_1 A_2 $A_1 + A_2 + A_3$ ...					Contraintes éventuelles, etc.

Tableau II-10 : *Caractéristiques des BVE et des tronçons de conduite*

5. Calculer le réseau : calcul des débits maximum nœud par nœud + détermination des diamètres des conduites tronçon par tronçon (voir §II-5 ci-dessous).

6. Vérifier la capacité d'autocurage du réseau ainsi dimensionné.

II.3.2. Dimensionnement d'une canalisation d'assainissement

II.3.2.1. Hypothèse

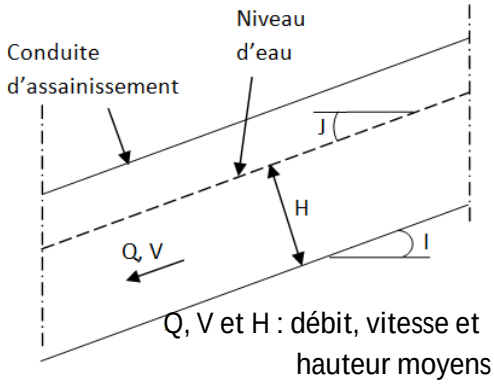
Pour facilité le calcul, on fait l'hypothèse d'un écoulement en régime permanent uniforme. L'influence de cette hypothèse sur la précision du dimensionnement est minime puisqu'il s'agit de déterminer le diamètre à partir d'un débit maximum.

II.3.2.2. Principe

Ecoulement permanent uniforme à surface libre $\Longrightarrow$
Pente de la ligne d'énergie J = Pente du fond I (fig. II – 8).

$$I = J$$

$\Longrightarrow$ Pertes de charge pour une longueur donnée de conduite, équilibrent exactement l'énergie potentille fournie par la différence de côtes entre ses extrémités.



Q, V et H : débit, vitesse et hauteur moyens

Figure II – 8 : *Hypothèse de base pour le dimensionnement d'une conduite d'assainissement*

En régime turbulent, on a :

$$J = \lambda . \frac{v^2}{2g} \frac{1}{4R_H}$$

Avec λ : coefficient des pertes de charge (sans dimension)
v : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
g : accélération de la pesanteur (m/s²)
R_H : rayon hydraulique = section mouillée / périmètre mouillée

Les 2 équations précédentes $\Longrightarrow$ $v^2 = \frac{8g}{\lambda} R_H . I$ ou encore $v = C.\sqrt{R_H I}$ Formule de CHEZY

Avec $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ coefficient de CHEZY

- Manning – Strickler $\Longrightarrow$ $C = K.R_H^{1/6} = \frac{1}{n} R_H^{1/6}$ Où $n = \frac{1}{K}$: est le coefficient de rugosité de Manning

- BAZIN $\Longrightarrow$ $C = \frac{87\sqrt{R_H}}{\gamma + \sqrt{R_H}}$ Où γ : est le coefficient de rugosité de BAZIN

- COLEBROOK $\Longrightarrow$ $C = 4\sqrt{2g}\, ln\left[\frac{K}{14{,}8\, R_H} + \frac{2{,}51\,\nu}{8\sqrt{2g}\sqrt{R_H I}}\right]$

Où K : est le coefficient de rugosité des parois de Colebrook
ν : est le coefficient de viscosité du fluide

Pour la rugosité des parois, voir Annexe 6.

II.3.2.3. Détermination du diamètre

Le dimensionnement de la conduite est basé sur la définition du débit volumique : $Q = v.S_m$

Avec v : Vitesse moyenne d'écoulement donnée par la relation de CHEZY ci-dessus
S_m : Section mouillée.

A. Utilisation de la relation de Manning

On a $S_m = \frac{\pi D^2}{4}$ D étant le diamètre de la section mouillée circulaire (diamètre recherché)

$C = K.R_H^{1/6} = \frac{1}{n} R_H^{1/6}$; $Q = Q_p$ et $R_H = \frac{D}{4}$ (pour une conduite circulaire)

D'où $Q_p = \frac{1}{n} R_H^{1/6} \sqrt{R_H I} \frac{\pi D^2}{4}$

$Q_p = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\left(\frac{D}{4}\right) I} \frac{\pi D^2}{4} = \frac{0,3117}{n} D^{\frac{8}{3}} \sqrt{I}$

On obtient doc les relations suivantes :

$$Q_p \text{ (en } m^3/s) = \frac{0,3117}{n} D^{\frac{8}{3}} \sqrt{I} \qquad (D \text{ en m et } I \text{ en m/m})$$

$$D \text{ (en m)} = \left(\frac{n}{0,3117} \frac{Q_p}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}} \quad (Q_p \text{ en } m^3/s \text{ et } I \text{ en m/m})$$

Avec : D : diamètre approximatif de la conduite (en m)
n : coefficient de rugosité de Manning (voir annexe 6)
Q_p : débit de pointe d'entrée de la conduite à dimensionner (en m^3/s)
I : pente de la conduite à dimensionner (en m/m)
0,3117 : coefficient d'homogénéité des unités.

Si on prend la pente de la conduite I en %, la relation devient :

$$D \text{ (en m)} = \left(\frac{n}{0,03117} \frac{Q_p}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}} \qquad (Q_p \text{ en } m^3/s \text{ et } I \text{ en } \%)$$

B. Utilisation de la relation de Bazin

La relation de Bazin a été traduite sous forme d'abaque (distribué en TD) basé sur une valeur de γ=0,46, valeur qui correspond à une canalisation d'assainissement en service.

II.3.2.4. Vérification de la vitesse d'écoulement (pour le débit max)

Il s'agit de vérifier si $v \leq v_{max}$ (voir CH I, §I.6, tableau I-5). On détermine donc d'abord la vitesse v.

On détermine les débit et vitesse d'écoulement à pleine section :

$Q_{ps} = \frac{0,3117}{n} \emptyset^{\frac{8}{3}} \sqrt{I}$ Et $v_{ps} = \frac{4.Q_{ps}}{\pi.\emptyset^2}$

Effectuer le rapport $r_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$ et lire sur l'abaque $r_H = f(r_v, r_Q)$ la valeur du rapport de vitesse r_v.

D'où $v = r_v . v_{ps}$

Si la condition $v \leq v_{max}$ est vérifiée, on passe au tronçon suivant ; sinon, on réduit la pente de la conduite de telle façon à vérifier la condition. Si les conditions de site ne permettent pas de réduire la pente, on augmente le diamètre ϕ. Ce dernier choix a l'inconvénient d'augmenter le coût d'une part, et d'aggraver les dépôts d'autre part.

II.4. Vérification de la capacité d'autocurage

2 conditions à vérifier :

- Pour un débit d'écoulement $Q = \frac{Q_{ps}}{10}$, on doit avoir $v \geq 0{,}6\ m/s$.
- Pour un débit d'écoulement $Q = \frac{Q_{ps}}{100}$, on doit avoir $v \geq 0{,}3\ m/s$.

Où Q_{ps} est le débit d'écoulement à pleine section et v est la vitesse moyenne d'écoulement correspondant au débit Q.

II.5. Procédure de dimensionnement d'un réseau d'EP nœud par nœud

Fait en cours.